FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

REGIONE CALABRIA

Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ministro per gli Affari Europei, il Sud, le Politiche di Coesione e il PNRR

MEF Ministero dell'Economia e delle Finanze

MINISTERO DEL TURISMO REPUBBLICA ITALIANA

Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica

MINISTERO DELL'INTERNO

Agenzia per la Coesione Territoriale

Mims Ministero delle infrastrutture e della mobilità sostenibili

INVITALIA L'AGENZIA PER LO SVILUPPO

Aggiudicazione servizio di ingegneria a architettura dell'Agenzia nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa S.p.A. "Invitalia" in qualità di CENTRALE DI COMMITTENZA prot. n. 0255738 del 08.09.2023

ENAC ENTE NAZIONALE PER L'AVIAZIONE CIVILE

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

SACAL Società Aeroportuale Calabrese

REGOLAMENTO (UE) 139/2014 - CERTIFICAZIONE AEROPORTO E REGOLAMENTO (UE) 2015/1998

A.U. - Accountable Manager	**Maintenance Manager**	**CIRCOLARE ENAC APT-16**
Dott. Marco FRANCHINI	Ing. Filippo MALAFARINA	**Post Holder Progettazione** Ing. Stefania RAIMONDO

S.A.CAL. S.p.A. Società Aeroportuale Calabrese

PROGETTO ESECUTIVO

(Codice Appalti D. Lgs 36/2023)

Progetto: *"Riqualifica della viabilità e delle aree di sosta"* dell'aeroporto di Lamezia Terme - CIS L03.
-CIG: 9906072D35; CUP: H84G22000040009
Contratto Istituzionale di sviluppo *"CIS Volare"*
Ambito di intervento: Trasporti e mobilità sostenibili - Fondi CIS scheda L03
CONTRATTO SIA SACAL prot. n. n. 007/2024/RCA
PSA (Masterplan 2012-2027) approvazione ENAC nota n.107905 del 24.10.2017
ENAC "Scheda A" - L03 - parcheggi e viabilità

PROGETTISTA DELL'OPERA
Ing. Andrea Benincasa di Caravacio

GEOLOGI
Dott. Geol. Gianluigi Mazzilli - Dott. Geol. Pierluigi Arbore

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. Salvatore Cipolla

BIM MANAGER
Arch. Marcella Blasi

RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Ing. Matteo Mastroianni

Nemesis Ingegneria Srl
Via P. Toselli 6 - Torino
NEMESIS INGEGNERIA
Ing. Andrea Benincasa di Caravacio
Ing. Cristina Alasia
Geom. Salvatore Cipolla
Ing. Elisa Cappuccio
Geom. Juri Salza

Ingegneri Guadagnuolo & Partners Srl
Via A. Colavita 19 - Lamezia Terme (CZ)
INGEGNERI GUADAGNUOLO & PARTNERS
Ing. Alessandro Guadagnuolo
Ing. Luigi Guadagnuolo

SIGEA SaS
Via Savonarola 9 - Corato (BA)
Dott. Geol. Gianluigi Mazzilli
Dott. Geol. Pierluigi Arbore

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO – Dott. Ing. R. ANDREA BENINCASA di CARAVACIO n° 6601 X

OGGETTO ELABORATO

STRUTTURE

Relazione di calcolo strutturale plinti pali illuminazione stradale

Approvazione ENAC

Riferimento Elaborato	Data	Scala	Codice elaborato	Rev.
	LUGLIO 2025		PE T00 TM00 STR RE04	B

REVISIONI						
	D					
	C					
	B	LUGLIO 2025	REVISIONE A SEGUITO MODULI ISPETTIVI CONTECO	L. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA
	A	GIUGNO 2025	PRIMA EMISSIONE	L. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA
	REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

INDICE

Sommario

1 PREMESSA 2

1.1 Normativa di riferimento 2

1.2 Documenti di riferimento 2

1.3 Documentazione di progetto 2

3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE 3

4 DESCRIZIONE DEI MATERIALI 6

4.1 Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento 6

4.2 Calcestruzzo per opere in fondazione/elevazione 6

4.4 Copriferri minimi 7

7 ANALISI DEI CARICHI 12

7.1 Azione sismica 12

Categorizzazione sismica 12

Spettri dell'oscillatore equivalente 13

7.2 Carichi agenti sulla struttura in c.a 22

8 SCENARI E COMBINAZIONI DI CARICO 25

8.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita 25

8.2 Stati Limite di Esercizio 27

9 VERIFICHE 29

9.1 Verifica a Ribaltamento 29

9.2 Verifica a Scorrimento 29

9.3 Verifica a Carico Limite 29

9.4 Progetto e Verifica degli elementi strutturali 30

9.5 Verifica a Ribaltamento 30

9.6 Verifica a Scorrimento 32

9.7 Verifica a Carico Limite 33

9.8 Verificastrutturale 34

10 CONCLUSIONI 35

.

1 PREMESSA

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Normativa di riferimento

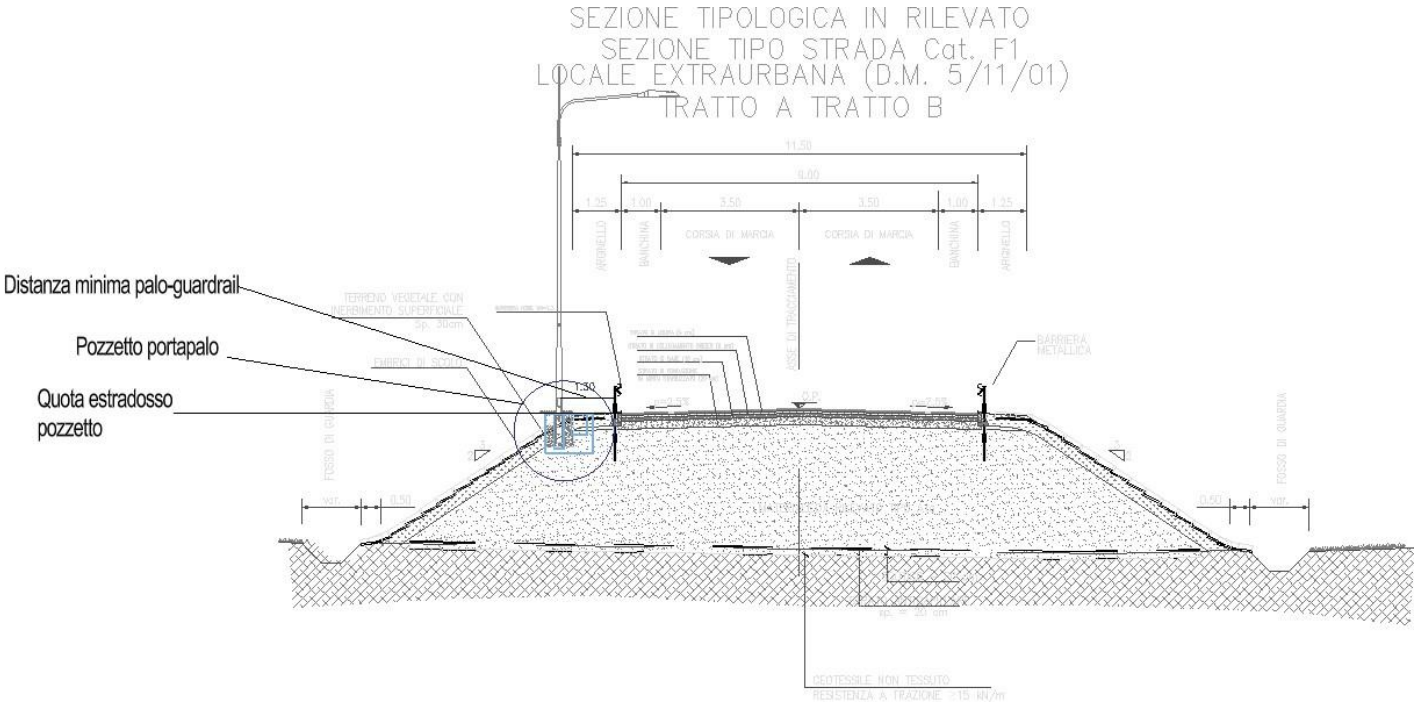
[N.1] D.M. del 17.01.2018: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

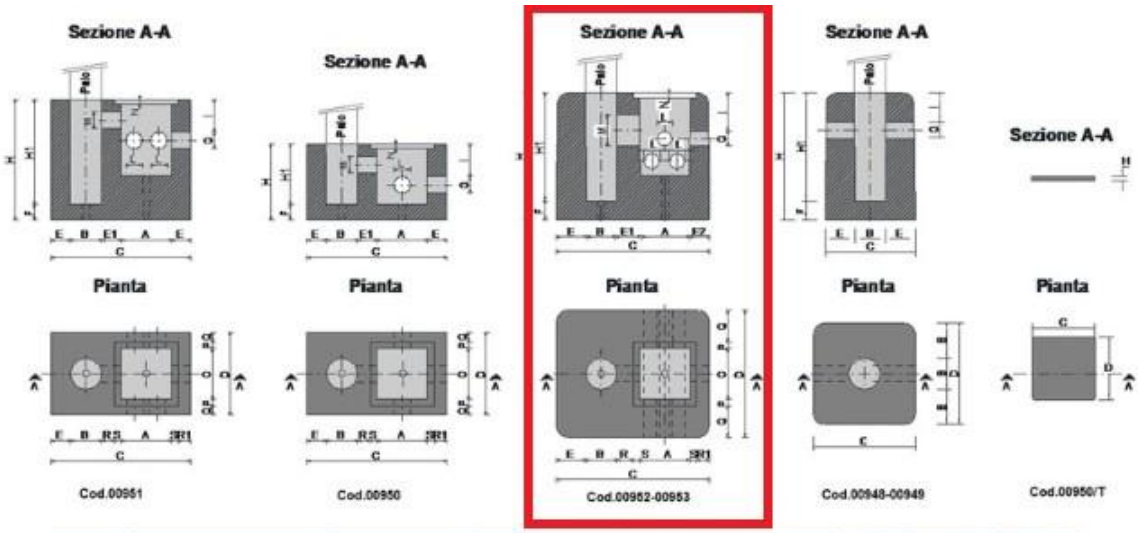
[N.2] C.M. del 12.02.2019: "Istruzioni per l'esecuzione delle Nuove Norme per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018"

3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Si riporta di seguito i calcoli relativi alla progettazione del plinto porta palo di illuminazione.

Il palo di illuminazione è infisso in un plinto di fondazione in c.a., di forma parallelepipeda, di dimensione 1,2 x1,0 x 1,0 m, come di seguito rappresentato.

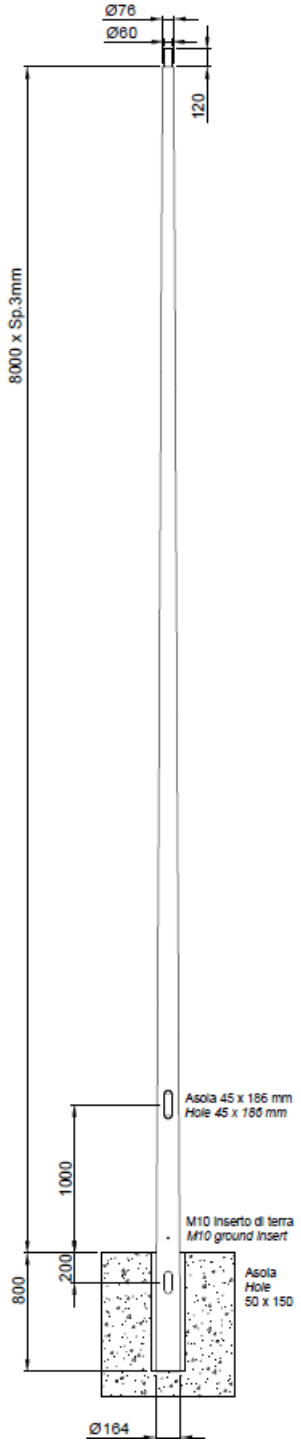




Codice	Descrizione	Misure int. [mm]		Misure est. [mm]		Spessore pareti [mm]			Sp. fondo [mm]	Altezza est. [mm]	Altezza int. [mm]
		A	B	C	D	E	E1	E2	F	H	H1
00948	Basamento senza pozzetto incorporato	-	250	700	700	225	-	-	200	1000	800
00949	Basamento senza pozzetto incorporato	-	250	800	800	275	-	-	200	1200	1000
00950	Basamento con pozzetto incorporato	400	250	1100	650	150	150	-	180	600	450
00951	Basamento con pozzetto incorporato	400	250	1100	650	150	150	-	180	950	780
00952	Basamento con pozzetto incorporato	400	250	1200	1000	220	180	150	180	1000	880
00953	Basamento con pozzetto incorporato	400	300	1300	1100	250	150	200	120	1000	880
00950/T	Tappo pedonale per plinto	-	-	490	490	-	-	-	-	35	-

Codice	Descrizione forometrie [mm]						Descrizione incastro chiusino [mm]					Peso [kg]	Altezza max. palo fuoriterra [mm]
	G	I	L	M	N	O	P	Q	R	R1	S		
00948	120	250	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1050	**
00949	120	250	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1500	**
00950	120	250	130	130	40	400	50	75	100	100	50	800	**
00951	120	250	130	130	40	400	50	75	100	100	50	1330	**
00952	120	300	160	250	40	400	50	250	125	100	50	2550	**
00953	160	300	160	250*	40	400	50	300	100	150	50	2850	**
00950/T	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22	-

Il palo invece, ha le seguenti caratteristiche geometriche:



altezza totale:	8.80m;
altezza fuori terra:	8.00m;
diametro di base:	164 mm;
spessore:	4 mm.
peso	≈40 kg
infissione nel plinto	80 cm

Codici versioni per interramento	D1 / D2: Ø x spessore [mm]	H1: Altezza fuori terra [mm]	I: Profondità interramento [mm]	Numero bracci [n°]	Peso palo [kg]	* Portella filo-palo	EN 40-3 Vref=25m\s [m2 / daN]	EN40-3 Vref=29m\s [m2 / daN]	Massimo Momento Ribaltante MSLE [kN x m]
01PA0001C	Ø76 / Ø121 x 3	4000	500	1 / 2	35	RESET 11	1,00 / 75	0,75 / 56	3,9
01PA0052C	Ø76 / Ø126 x 3	4500	500	1 / 2	40	RESET 12	0,91 / 68	0,69 / 51	4,4
01PA0002C	Ø76 / Ø131 x 3	5000	500	1 / 2	45	RESET 12	0,84 / 63	0,63 / 47	5,0
01PA0053C	Ø76 / Ø136 x 3	5500	500	1 / 2	50	RESET 19	0,78 / 58	0,58 / 44	5,4
01PA0054C	Ø76 / Ø144 x 3	6000	800	1 / 2	59	RESET 19	0,73 / 54	0,54 / 40	6,0
01PA0003C	Ø76 / Ø149 x 4	6500	800	1 / 2	86	RESET 19	1,00 / 75	0,74 / 55	8,8
01PA0055C	Ø76 / Ø154 x 4	7000	800	1 / 2	94	RESET 19	0,96 / 72	0,70 / 52	9,5
01PA0004C	Ø76 / Ø159 x 4	7500	800	1 / 2	102	RESET 19	0,92 / 62	0,67 / 50	10,3
01PA0096C	Ø76 / Ø164 x 4	8000	800	1 / 2	110	RESET 19	0,88 / 66	0,64 / 48	11,1

4 DESCRIZIONE DEI MATERIALI

I materiali che costituiscono l'opera nel suo complesso sono:

- ✓ Calcestruzzo armato.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche.

4.1 Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di tipo G classe di esposizione X0 e classe di resistenza minima C12/15.

4.2 Calcestruzzo per opere in fondazione/elevazione

Per il plinto di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo con le seguenti caratteristiche (cfr. UNI EN 206-1 - Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104 - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

Classe di resistenza	C25/30 (**Rck ≥30 MPa)**
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza slump	S4
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto acqua/cemento	≤ 0.60
Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
Massima dimensione aggregato:	25 mm
Acqua :	Conforme a UNI EN 1008
Cemento :	CEM II/A-LL 42.5 R (Conforme alla UNI-EN 197/1)

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30\ N/mm^2$	= 30.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83*R_{ck}$	= 25.00 MPa
Valor medio resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 33.00 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc}*f_{ck}/\gamma_c=0.85*f_{ck}/1.5$	= 14.17 MPa
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\sigma_c =0.60*\ f_{ck}$	= 15.00 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30*\ f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2\ f_{ctm}$	= 3.08 MPa
Resistenza a trazione (5%)	$f_{ctk} = 0.7*\ f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):	$f_{ctk} = 1.3\ f_{ctm}$	= 3.33 MPa

Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 2.22 MPa
Modulo di elasticità longitudinale	$E_{cm} = 22.000\ [f_{cm}/10]^{0.3}$	= 31476 MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.1$	
Coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$ per °C^{-1}	
Densità	$\rho = 2500$ kg/m^3	
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_C = 1{,}50$	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0{,}85\ f_{ck} / \gamma_C$	= 14.17 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7\ f_{ctm} / \gamma_C$	= 1.20 MPa
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_C = 1{,}00$	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0{,}60\ f_{ck}$	= 15.00 MPa
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0{,}45\ f_{ck}$	= 11.25 Mpa

4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C, secondo DM 17.01.2018, controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq 450$MPa	
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq 540$MPa	
Modulo elastico		$E_s = 206.000$ MPa	
Allungamento totale al carico massimo		≥7,5% (frattile 10%)	
Rapporto f_{tk}/f_{yk}		$1{,}15 \leq R_m/R_e \leq 1{,}35$ (frattile 10%)	
Rapporto $f_{y\ misurato}/ f_{y\ nom}$		≤ 1,25 (frattile 10%)	
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk}$	=360.00 MPa
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	=391.30 MPa

4.4 Copriferri minimi

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,…) o monodimensionale (travi, pilastri,…).

Tabella C4.1.IV - *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Dunque, in accordo con la Tabella C4.1.IV della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP, in aggiunta si considerano le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità. Pertanto, si considera un copriferro minimo di 4cm.

5 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Si definiscono dunque i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi numeriche mostrate nel seguito.

- Peso dell'unità di volume γ = 19kN/mc
- Coesione efficace c' = 0 kPa
- Angolo di attrito φ' = 30 deg
- Modulo di deformabilità E_0 = 8 MPa
- Falda 2.8 m
- Categoria di sottosuolo C

È stato considerato per il calcolo della spinta attiva un terreno dotato dei seguenti parametri geotecnici:

angolo di attrito 30° e coesione nulla

da cui si ottiene un valore del coefficiente di spinta attiva K_a pari:

K_a=(1-senϕ)/(1+senϕ)=0.297

Ai fini della verifica a traslazione del piano di posa si è ritenuto opportuno considerare il contributo della resistenza di terreno antistante la fondazione del muro tipo 1. Si ritiene infatti che la presenza di terreno antistante il blocco rappresenti una condizione del reale stato dei luoghi. Ad ogni modo tale contributo è stato assunto pari alla condizione di stato a riposo del terreno al fine di evitare spostamenti elevati, nel caso in cui si fosse voluto considerare una aliquota anche del 50% della spinta passiva, che potrebbero essere non compatibili con le prestazioni attese dell'opera:

K_0=1-senϕ=0.500

Il calcolo della pressione esercitata dal terreno sul plinto, simile alla spinta idrostatica, è determinata con la seguente formula:

$$p = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e **K** è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e di attrito terra-plinto, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Esistono due modalità di calcolo della spinta:

- Spinta attiva: quando il plinto subisce una rotazione, sia pure piccola, verso l'esterno (valle).
- Spinta passiva: quando il plinto subisce una rotazione, sia pure piccola, premendo contro il terrapieno (monte).

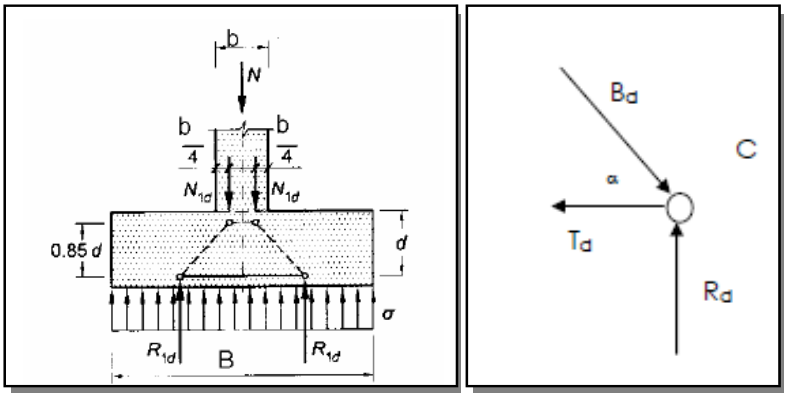
6 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni alla base del sostegno, si è fatto ricorso allo schema di mensola incastrata di altezza 8,00 m.

Le reazioni alla base vengono articolate come segue:

N:	reazione nella direzione parallela alla generatrice del palo	(asse z);
L:	reazione nella direzione x	(asse x);
V:	reazione nella direzione y	(asse y);
M_y:	momento reagente intorno all'asse y	(piano xz);
M_x:	momento reagente intorno all'asse x	(piano yz).

Per il calcolo delle armature si fa riferimento al procedimento previsto per le *mensole tozze*, dimensionando l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio. Il meccanismo resistente è costituito da bielle compresse di cls e tiranti orizzontali posti alla base del plinto:



$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1}\alpha = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{B-b}{0.85d}$$

Definito il valore della forza T_d, l'armatura necessaria è calcolata attraverso la formula

$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

7 ANALISI DEI CARICHI

Si riepilogano nel seguito i carichi agenti sulla struttura (Peso proprio degli elementi strutturali - palo; Sovraccarichi permanenti verticali - proiettore; Sovraccarichi variabili – neve, vento e carico da traffico veicolare) per ognuno dei siti di interesse.

Si riepilogano di seguito i carichi agenti sulla struttura che saranno calcolati nel dettaglio nei paragrafi successivi:

Peso palo **1.1 KN**

Carico vento 0,81 x 8 x 0,16 = **1,06 KN/mq**

7.1 Azione sismica

Categorizzazione sismica

Di seguito si riporta la categorizzazione sismica utilizzata con i relativi parametri di definizione.

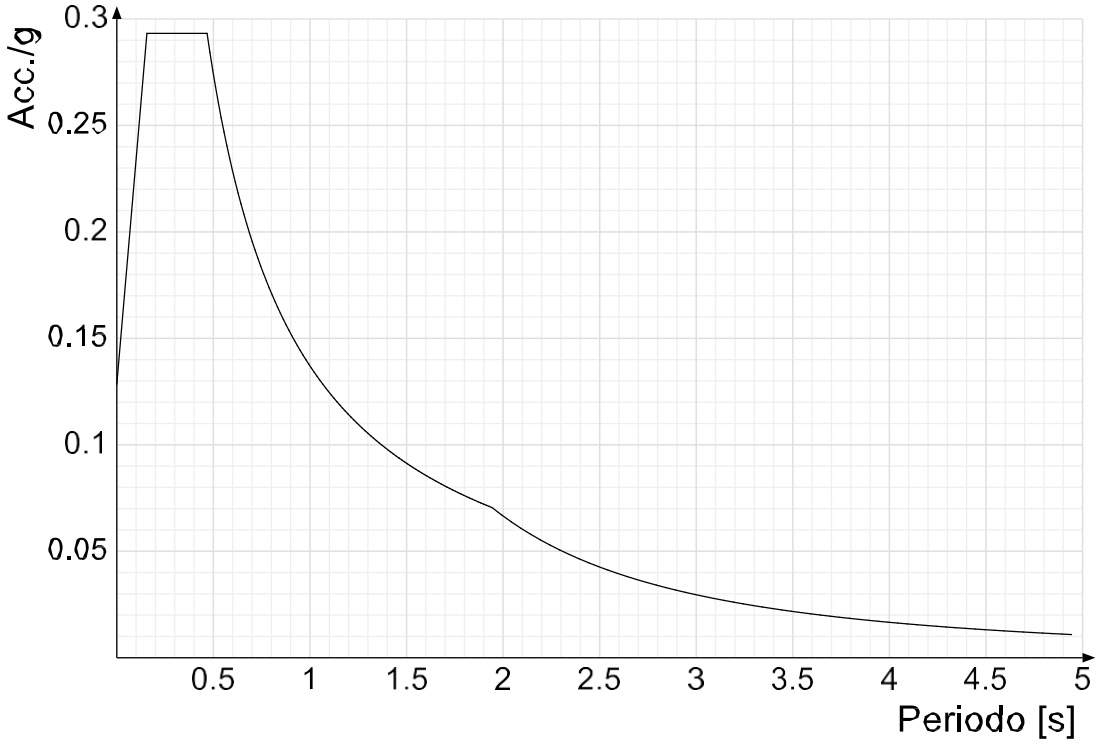
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Vn	50
Classe d'uso	III
Vr	75
Considera sisma Z	Solo se Ag >= 0.15 g, conformemente a §3.2.3.1
Località	Catanzaro, Lamezia Terme, Lamezia Golfo; Latitudine ED50 38.8978° (38° 53' 52''); Longitudine ED50 16.2296° (16° 13' 47''); Altitudine s.l.m. 6.41 m.
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i<=15°
Ss orizzontale SLO	1.5
Tb orizzontale SLO	0.156 [s]
Tc orizzontale SLO	0.467 [s]
Td orizzontale SLO	1.943 [s]
Ss orizzontale SLD	1.5
Tb orizzontale SLD	0.163 [s]
Tc orizzontale SLD	0.49 [s]
Td orizzontale SLD	2.048 [s]
Ss orizzontale SLV	1.2424
Tb orizzontale SLV	0.183 [s]
Tc orizzontale SLV	0.55 [s]
Td orizzontale SLV	2.842 [s]
Ss verticale	1
Tb verticale	0.05 [s]
Tc verticale	0.15 [s]
Td verticale	1 [s]
St	1
PVr SLO (%)	81
Tr SLO	45.16
Ag/g SLO	0.0857
Fo SLO	2.282
Tc* SLO	0.299 [s]
PVr SLD (%)	63
Tr SLD	75.43
Ag/g SLD	0.1119
Fo SLD	2.296
Tc* SLD	0.32 [s]
PVr SLV (%)	10

Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.3105	
Fo SLV	2.456	
Tc* SLV	0.381	[s]

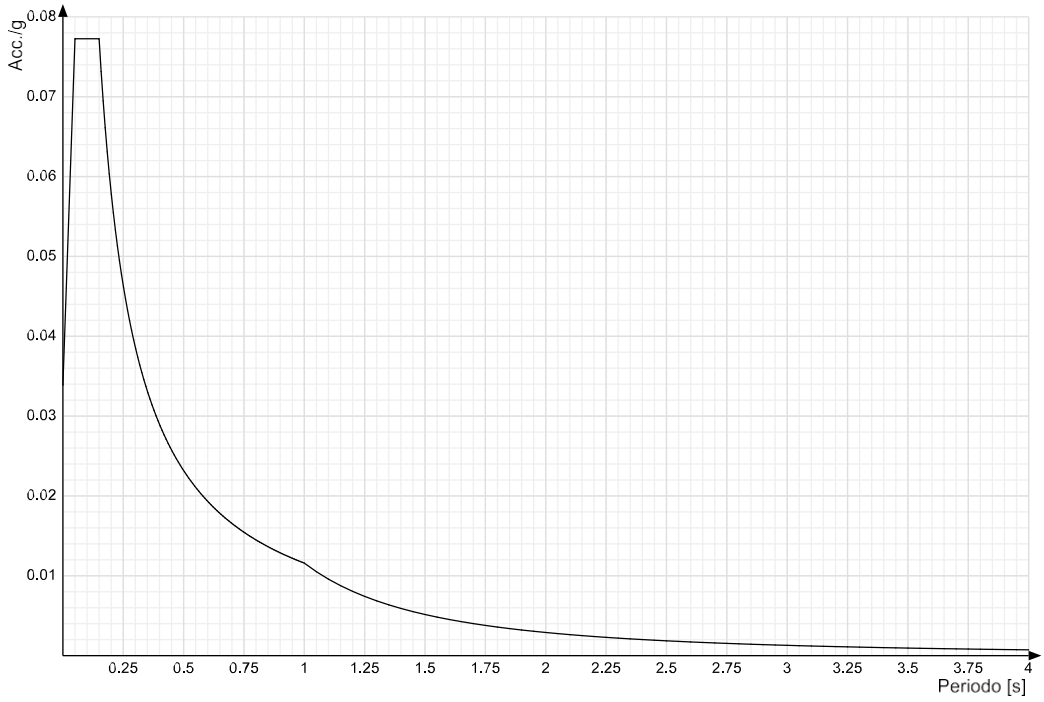
Di seguito si riportano gli spettri relativi all'oscillatore equivalente ad 1 grado di libertà con massa concentrata in testa e incastro al piede.

Spettri dell'oscillatore equivalente

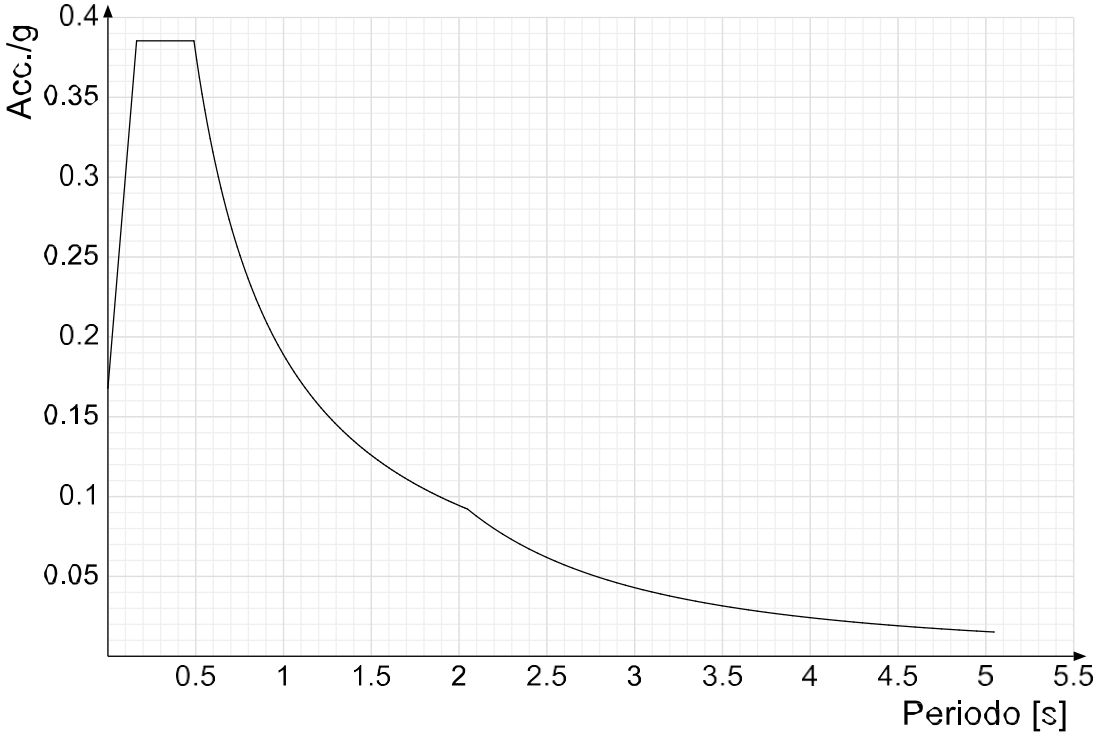
Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.
Periodo: Periodo di vibrazione.
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



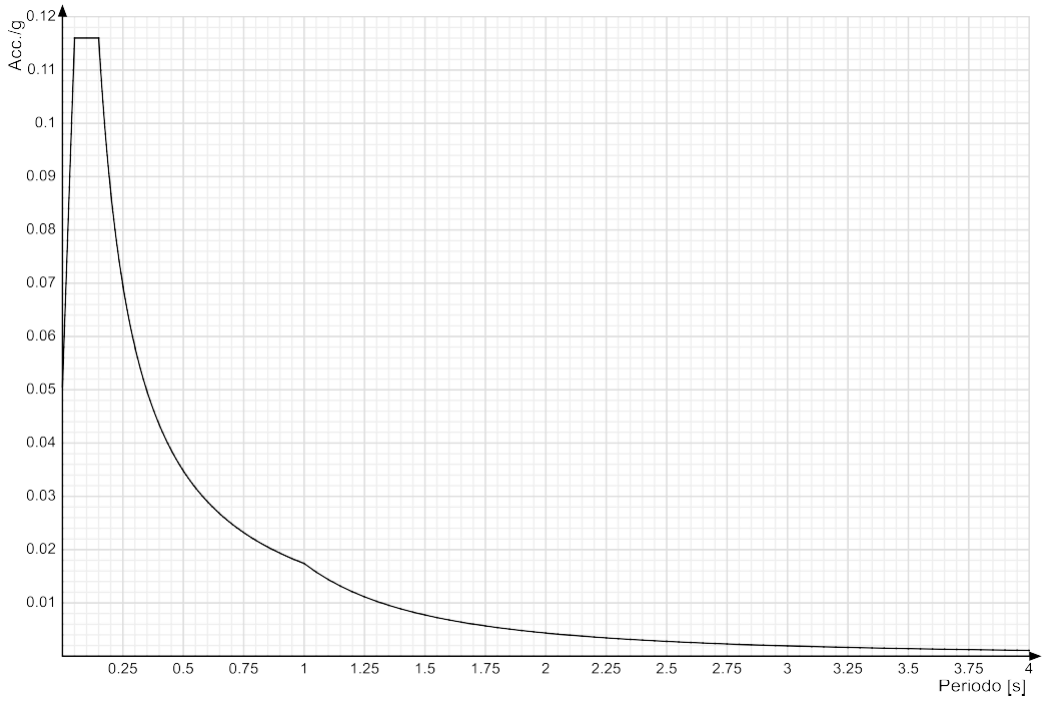
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



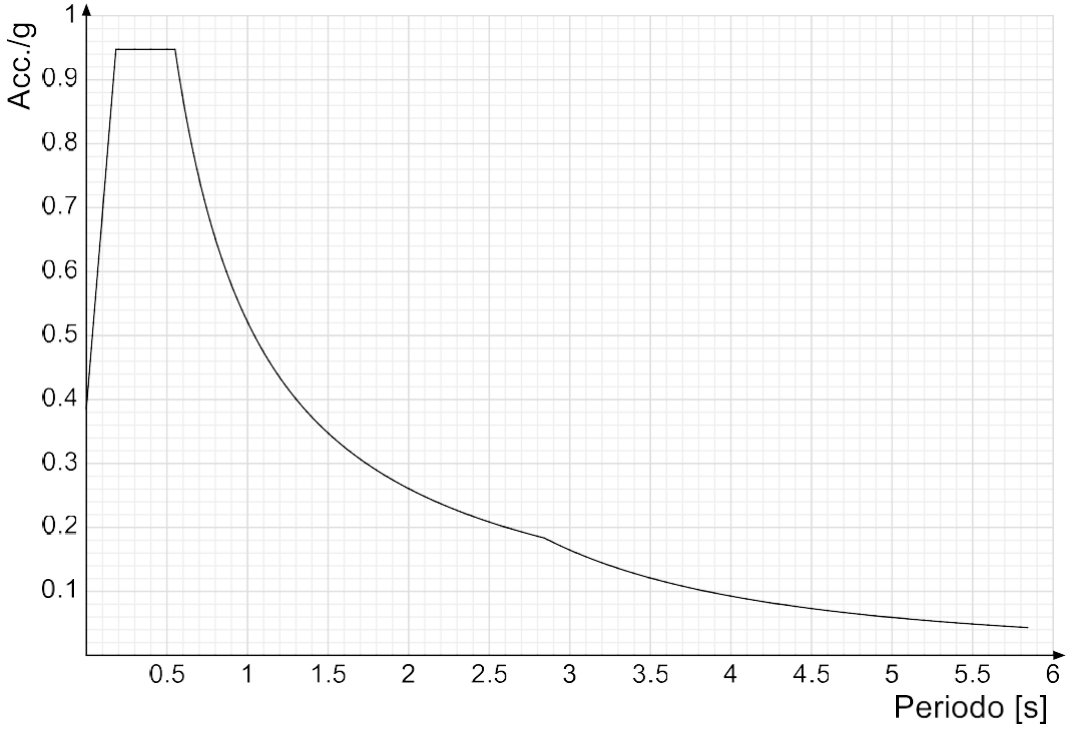
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



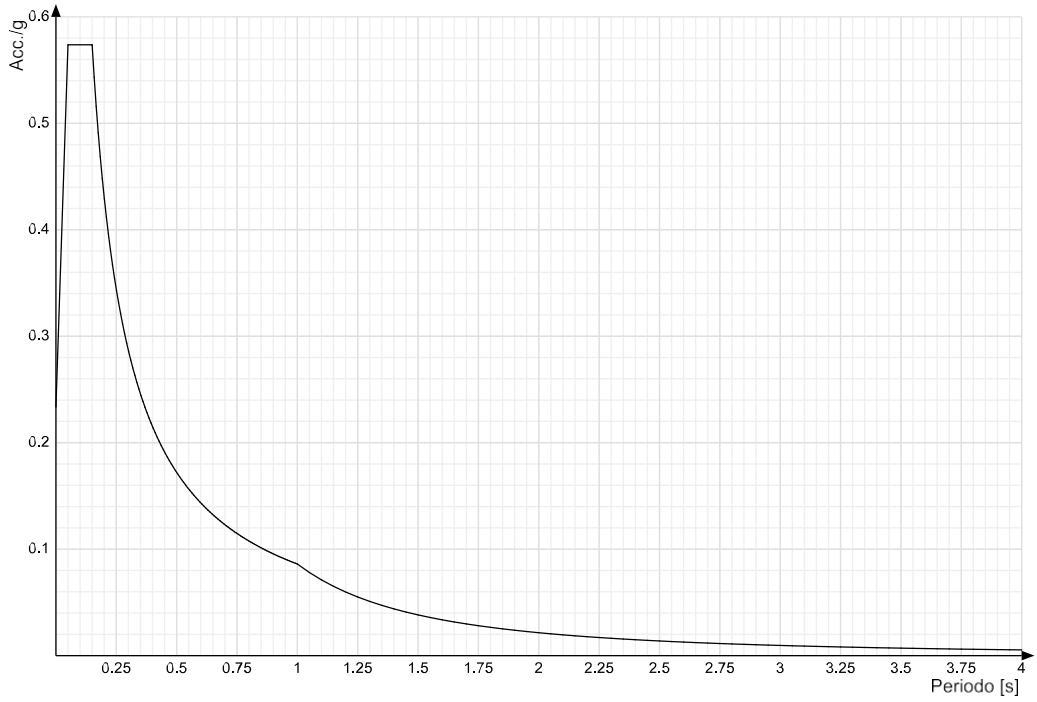
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



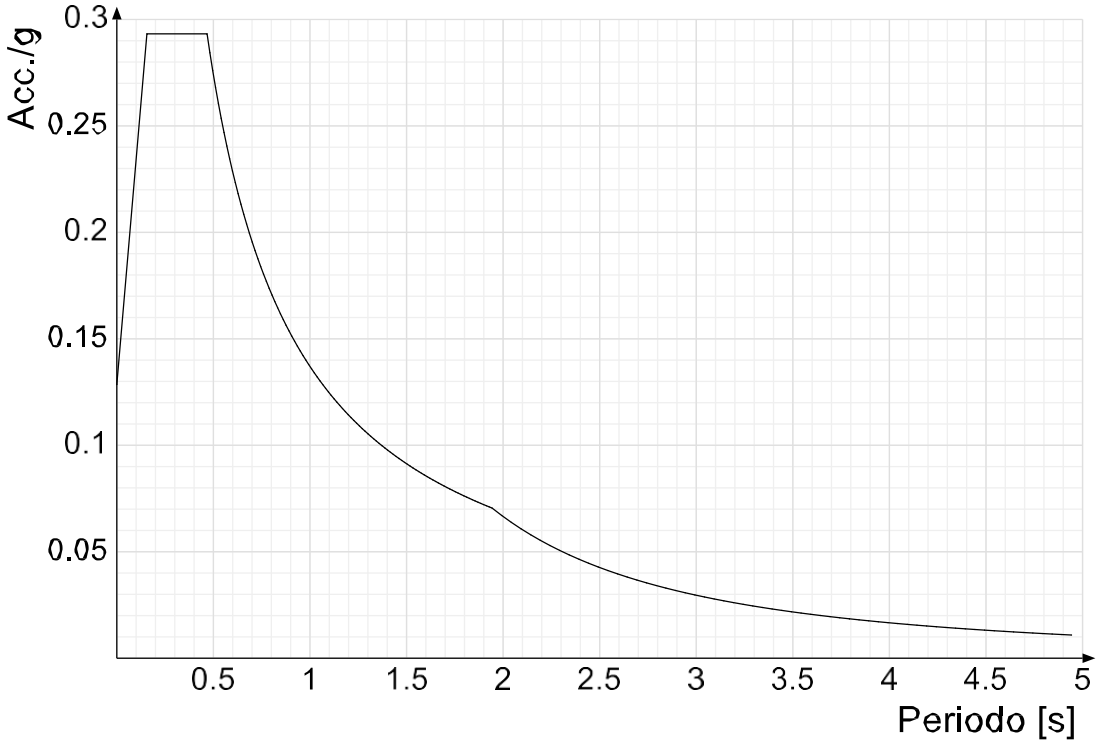
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



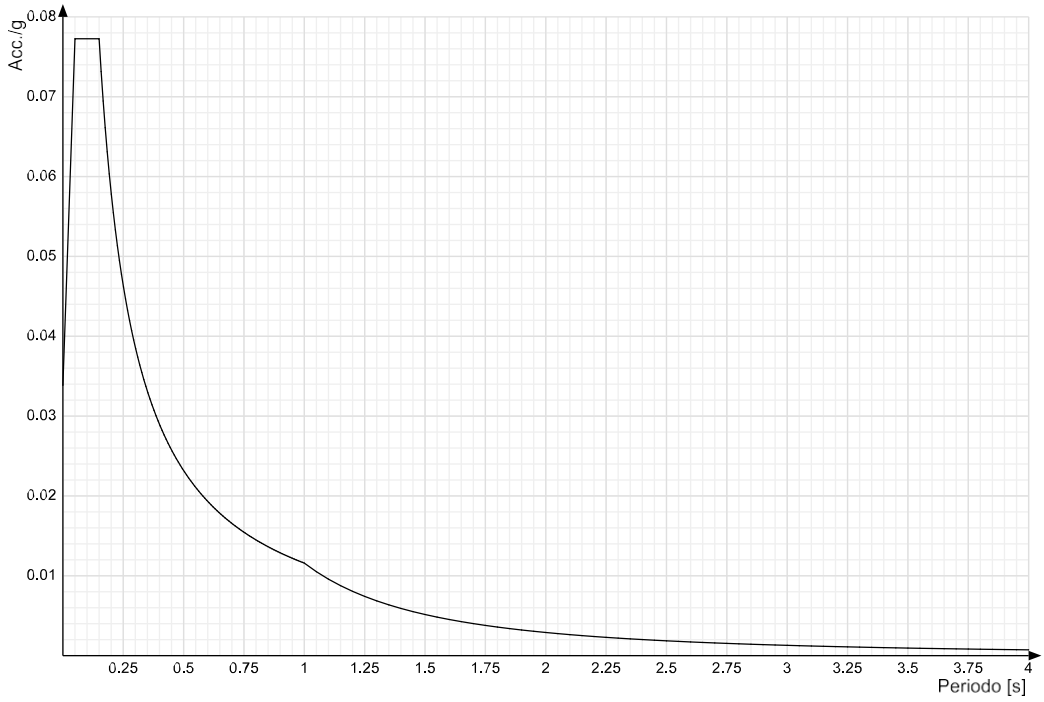
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



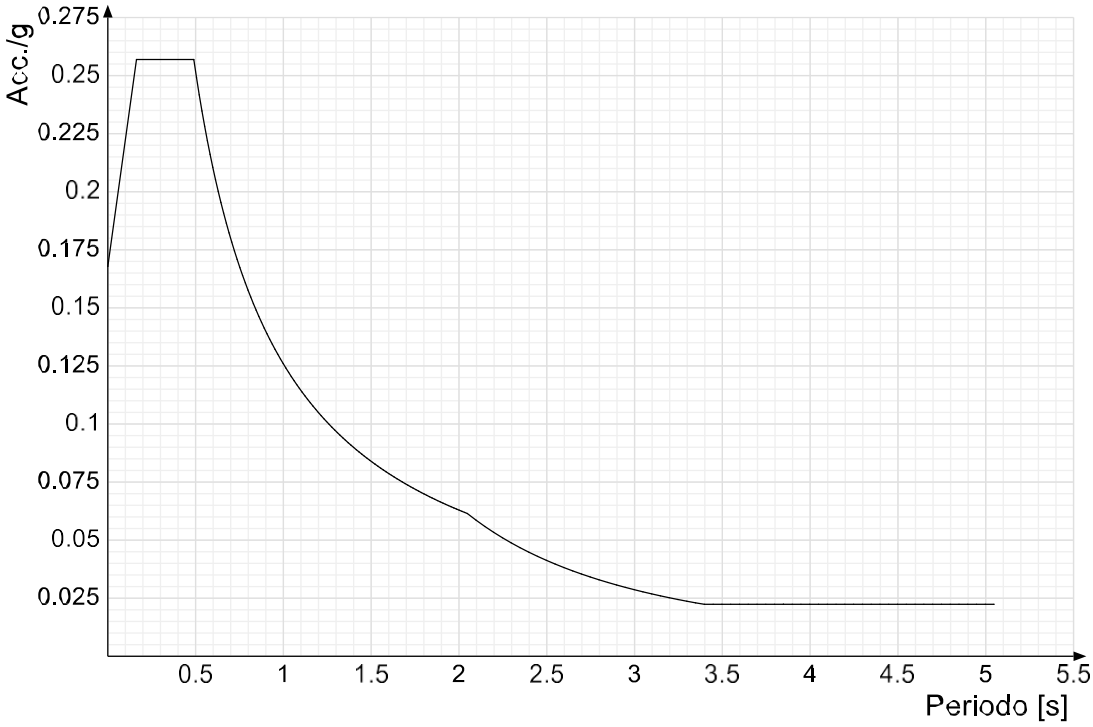
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



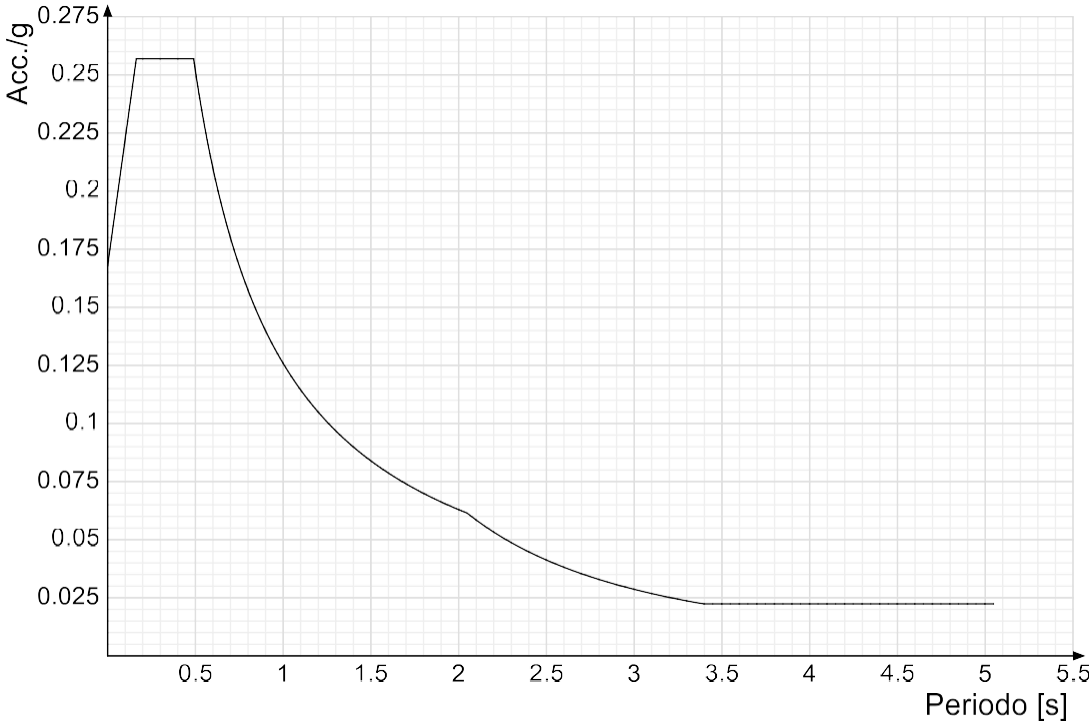
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.4



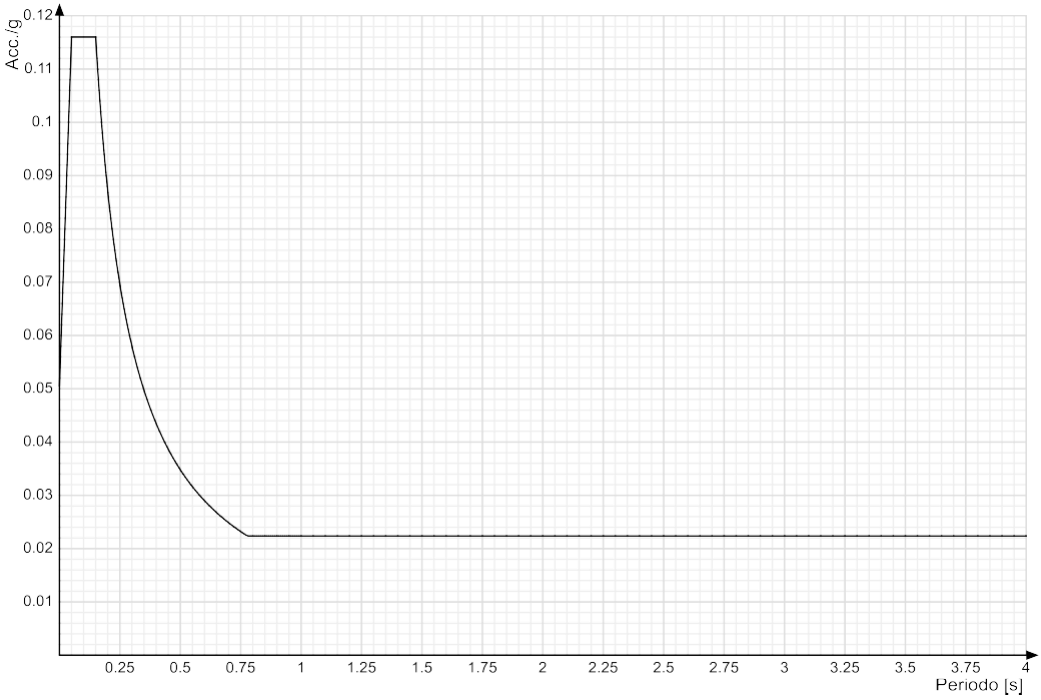
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5



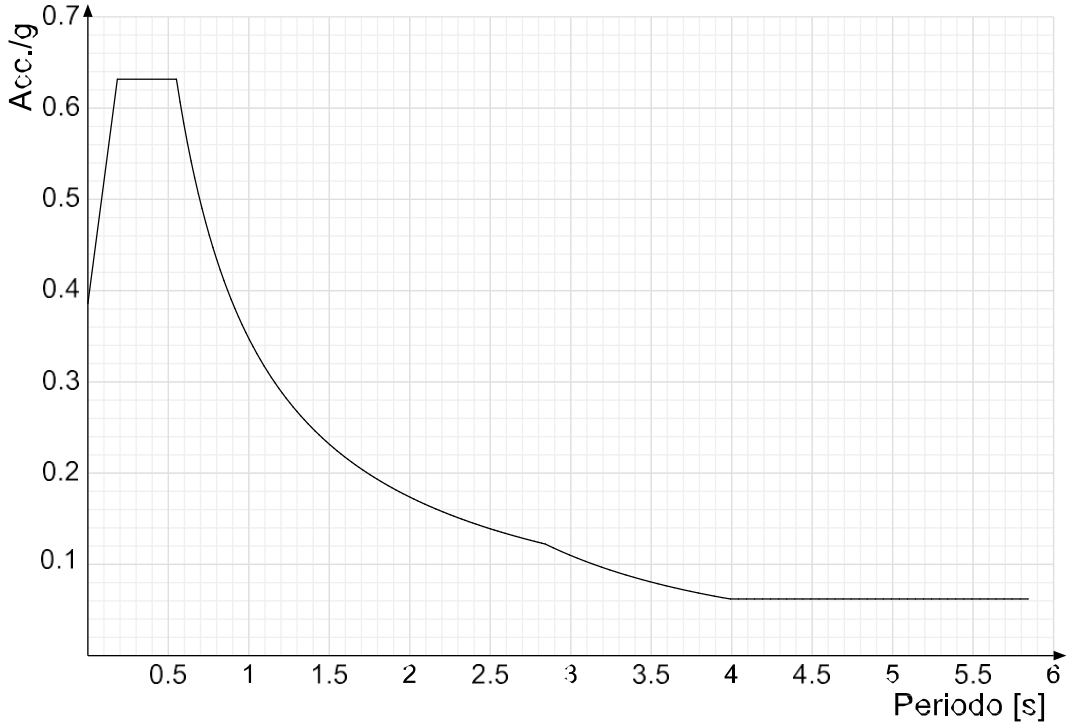
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5



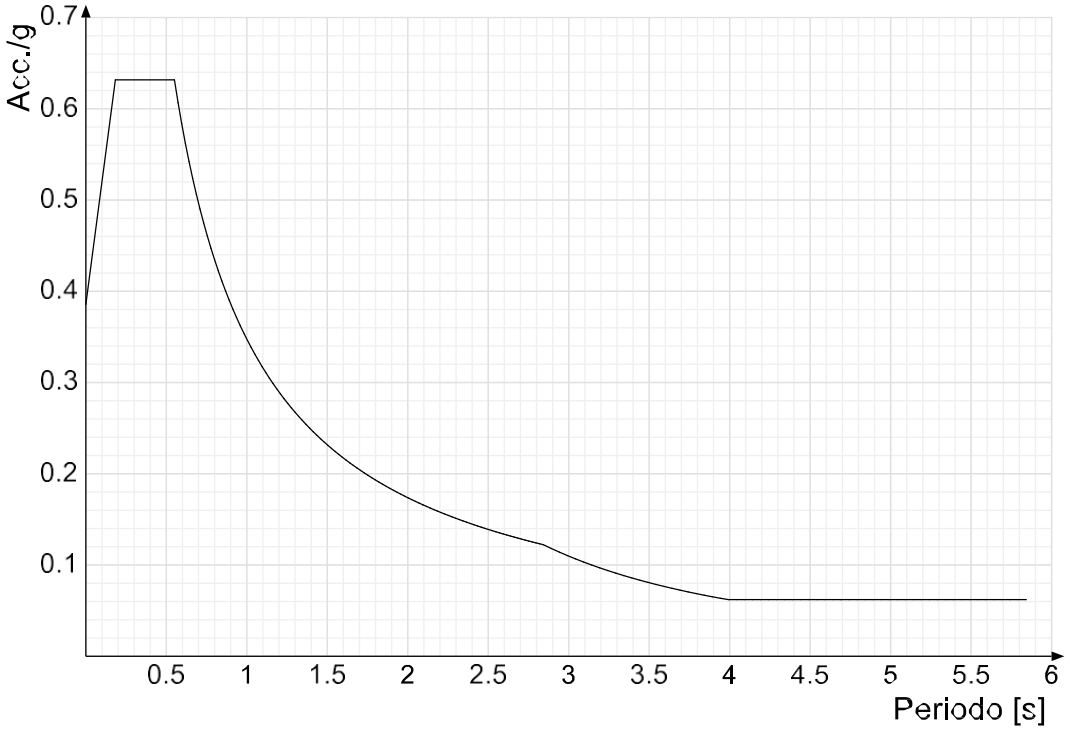
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5



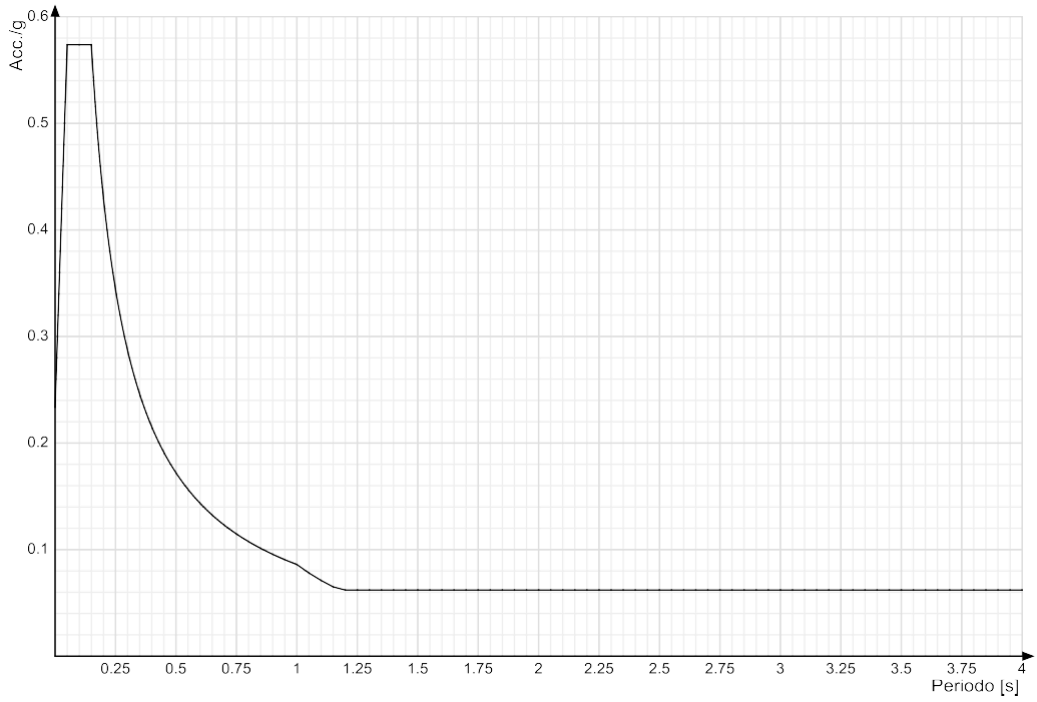
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5



Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5

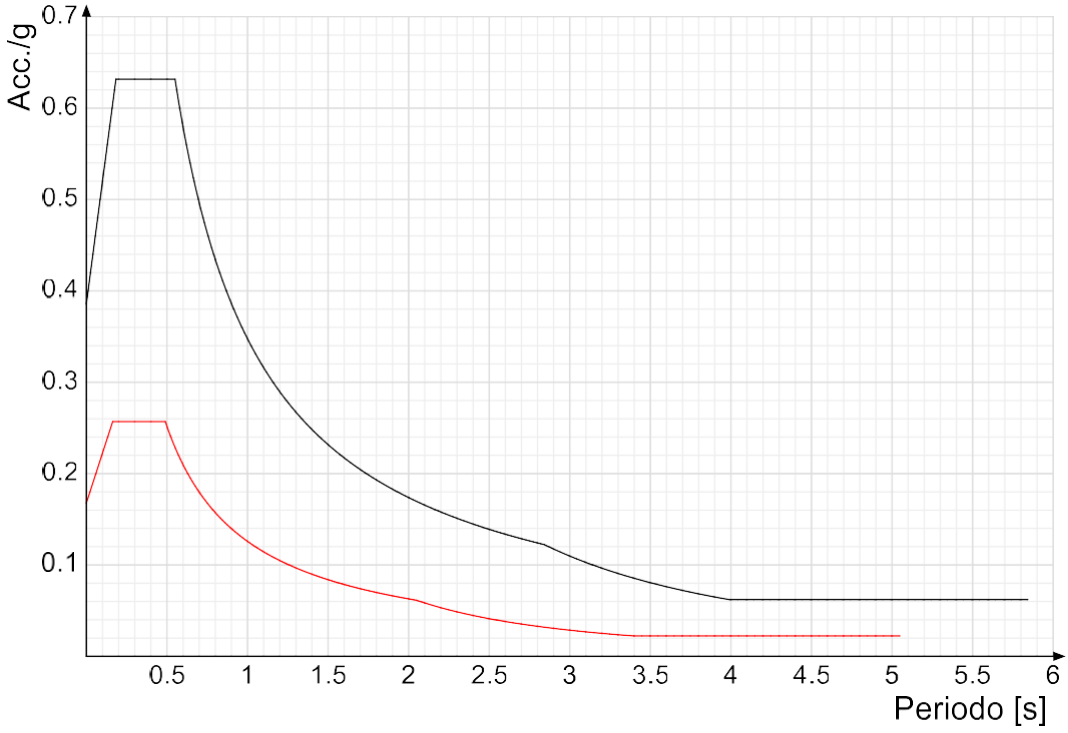


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5



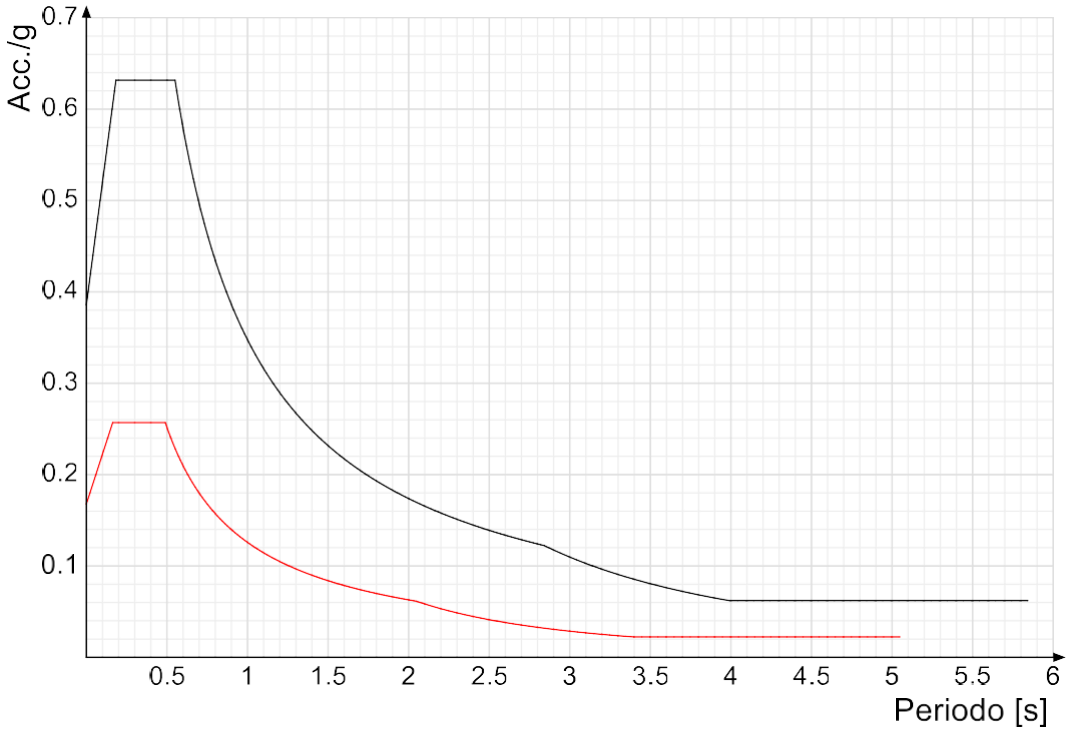
Confronti spettri SLV-SLD

Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).

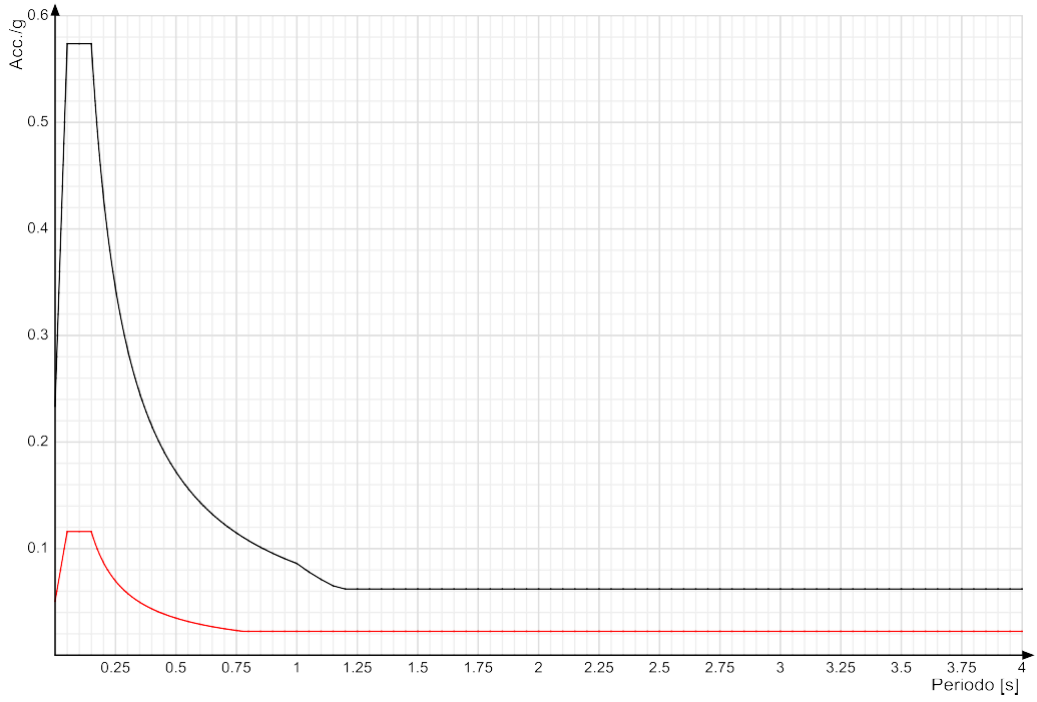


Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5

(di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



7.2 Carichi agenti sulla struttura in c.a.

Sovraccarico permanente

I carichi permanenti agenti sulla struttura in oggetto sono rappresentati dal palo e dal corpoilluminante. Il peso complessivo delle strutture sopra menzionate è pari a **0,96 KN**.

Azione del Vento

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	8	[m]
Distanza dalla costa	10	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	II	

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
3	27	500	0,37	1,000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27,00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 27,02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 456,29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1,00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1,80**	z < 4,00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1,80**	z = 0,00
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**2,21**	z = 8,00

In definitiva, per la pressione del vento sia sul palo che sul braccio si assume il valore:

$$\mathbf{p} = q_r\, c_e\, c_p\, c_d = \quad \mathbf{0{,}81\ kN/m^2}$$

	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,40	0,33
(2) cop. sopravent.	0,456	1,00	1,00	2,212	0,40	0,40
(3) cop. Sottovent.	0,456	1,00	1,00	2,212	-0,80	-0,81
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	-0,80	-0,66

Da quanto sopra, **l'azione del vento** trasmessa attraverso il palo della luce al plinto di fondazione vale:

S=0,81 kN/mq x 8,00 m x 0,25 m = **1,62 kN** (azione di spinta del vento sul palo)

V=S= **1,62 kN/m** (azione tagliante alla base al plinto)

M_v= 1,62 kN x 8,00 m = **12,96 kNm** (momento flettente alla base al plinto

8 SCENARI E COMBINAZIONI DI CARICO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Sono state effettuate tutte le verifiche (strutturali e geotecniche) secondo l'Approccio 1 definito dal D.M. 17 Gennaio 2018. Nelle relative tabelle sono riportati, in funzione dei carichi agenti sulla struttura e dell'approccio scelto per la verifica, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari dovuti ai coefficienti parziali delle azioni γ. Il valore di progetto della resistenza Rd è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M, specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ'	γ_{φ}'	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{\chi-}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{\chi\upsilon}$	1.00	1.40

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)	Coefficiente parziale γ_R (R3 - sisma)
Capacità portante	2.30	1.20
Scorrimento	1.10	1.00
Ribaltamento	1.15	1.00

Sono stati considerati i seguenti Stati Limite.

8.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

γ_G, γ_Q ,γ_P coefficienti parziali come definiti nella Tab. 6.2.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Tab. 6.2.I D.M 17/01/2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli	γ_{G21}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E	azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
G_1	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P_k	rappresenta pretensione e precompressione;
ψ_{2i}	coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i (i valori da attribuire sono indicati nel paragrafo 8.2) ;
Q_{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

8.2 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione caratteristica o rara

$$F_d = \sum_{j=1}^{m} (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l} (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^{m} (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l} (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^{m} (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l} (P_{kh})$$

dove:

G_{kj}	valore caratteristico della j-esima azione permanente;
P_{kh}	valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
Q_{k1}	valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki}	valore caratteristico della i-esima azione variabile;
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di caricovariabile è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento, sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazionie fessurazione).

9 VERIFICHE

9.1 Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

Il Momento Ribaltante (Mrblt) è dovuto alla componente orizzontale della spinta

Il Momento Stabilizzante (Mstbl) è dovuto al peso proprio del plinto,

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante / Momento Ribaltante.

Affinchè la verifica sia soddisfatta, è necessario che il coefficiente di sicurezza $M_{stbl}/M_{rblt,}$ sia maggiore di 1.15, dove, con riferimento alla figura seguente si ritiene possibile (soprattutto ai fini di ottenere il rispetto dei coefficienti minimi di sicurezza nelle verifiche a scorrimento) considerare a tergo del plinto il contributo stabilizzante della spinta di terreno prendendo a riferimento il k_0.

Il coefficiente di attrito terra-plinto è stato assunto pari a 2/3 ϕ.

9.2 Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La **Forza Agente** è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La **Forza Resistente** è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso. Si trascura, a vantaggio di sicurezza, il contributo legato alla coesione.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente.

9.3 Verifica a Carico Limite

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al **Brich Hansen**, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

La formula adottata è la seguente:

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

9.4 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Le sollecitazioni per le successive verifiche vengono calcolate in una serie di sezioni predefinite. Esse sono in genere a passo costante, ma se esistono delle singolarità, come ad es. gradoni, speroni, mensole esse vengono opportunamente posizionate in corrispondenza di tali punti.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che haoriginato il minimo coefficiente di sicurezza.

Viene ipotizzata un'armatura iniziale che rispetti i minimi normativi, quindi per tutte le coppie (N, Mx), individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il momento ultimo in funzione di N, quindi il coefficiente di sicurezza rapportando tale momento ultimo a Mx.

Se per almeno una di queste coppie il coefficiente di sicurezza risulta inferiore a 1 si incrementa l'armatura e si ripete il procedimento fino a che per tutte le coppie (N, Mx) il coefficiente di sicurezza risulta al più pari a 1.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la coppia (N, Mx) che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda le verifiche al Taglio è stata utilizzata la formulazione riportata al § 4.1.2.1.3.1 valida per elementi senza armatura resistente a taglio in quanto non sono state utilizzate armature specifiche per l'assorbimento del taglio. Anche qui per tutte le combinazioni di carico è stata controllata la relazione (4.1.13) ed è stato riportato il minimo coefficiente di sicurezza fra tutti i rapporti V_{rd}/V_{ed}.

9.5 Verifica a ribaltamento

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 9.1.

Momento ribaltante:

$$Mr= Fvento \cdot b \cdot \gamma = 1,06*8*1,5= 12,75 \text{ KNm}$$

Momento stabilizzante (peso proprio):

$$Ms=PplintoL/2= 28*1,2/2 = 16,8 \text{ KNm}$$

Fattore di sicurezza:

$$FSrib=Ms/Mr= = 1,31$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
PLINTO		
Lunghezza	m	1,2
Larghezza	m	1
Altezza	m	1
Peso specifico	kg/mc	2500
Peso	kg	2800
Peso	KN	28
PALO		
Diametro	mm	164
Altezza fuori terra	m	8
Distanza asse palo - centro plinto	mm	250
Peso specifico	Kg/mc	12
Peso palo	kg	110
Area	mq	1,312
Pressione media sul palo	N/mq	810
Pressione media sul palo	KN/mq	0,81
CARICHI VERTICALI E AZIONE VENTO		
Peso palo	kg	110
Peso plinto	kg	2800
Quota applicazione vento	m	8
Spinta del vento	KN	1,06272
MOMENTO RIBALTANTE		
Mr=Fvento ·b	KNm	12,75264
MOMENTO STABILIZZANTE		
Mstab.	KNm	16,8
FATTORE DI SICUREZZA		
CS	-	1,317374285

9.6 Verifica a scorrimento

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 9.2.

VERIFICA A SCORRIMENTO		
angolo δ	°	22
angolo δ	rad	0,383972435
tan angolo δ	°	0,404026226
Peso plinto	KN	28
Resistenza per attrito	KN	11,31273432
Resistenza totale	KN	11,31273432
ag	m/s^2	3,0411
Fsismica	KN	8,68
Forizzontale tot.	KN	9,74272
FATTORE DI SICUREZZA		
CS	-	1,161147434

Resistenza per attrito (δ = 22°):

$$Fattr=P\cdot\tan(22°)= 28\cdot 0.577 = 11,31 \text{ KN}$$

Forza sismica orizzontale:

$$ah= 0.31g = 0.31\cdot 9.81 = 3,0411 \text{ m/s2}$$

$$Fsismica= P/g\cdot ah= 9.81\cdot 328\cdot 3,04= 8,68 \text{ KN}$$

$$Ftot = Fvento+Fsismica = 1,06+8,68 =9,74 \text{ KN}$$

Fattore di sicurezza a scorrimento (sismico):

$$FSscorr,sismico = Fres,tot/ Ftot= 11,37/9,74 = 1,16$$

9.7 Verifica a carico limite

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 9.3.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Qlim, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018. Si precisa inoltre che, nella sottostante tabella:

- Q_{med} rappresenta la tensione media del terreno, ossia il valore della tensione del terreno in corrispondenza del baricentro della sezione di impronta (sezione reagente) della fondazione;
- la coppia Q_{med} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

Dati del terreno:

- ϕ=30°, γterreno=18 kN/m3
- Altezza interrata media: Df=0.785 m
- Larghezza: B=1.00 mB

Coefficienti di capacità portante (Terzaghi):

Nc=30.14, Nq=18.40, Nγ=15.70

Capacità portante ultima:

$$qlim= cc\cdot Nc+\gamma\cdot Df\cdot Nq+0.5\cdot\gamma\cdot B\cdot N\gamma = 18\cdot 0.785\cdot 18.4+0.5\cdot 18\cdot 1.0\cdot 15.7 = 02.8+260.7+141.3=402 \text{ KPa}$$

Tensione trasmessa:

qapplicato = P/A =30/1.2=25 KPa

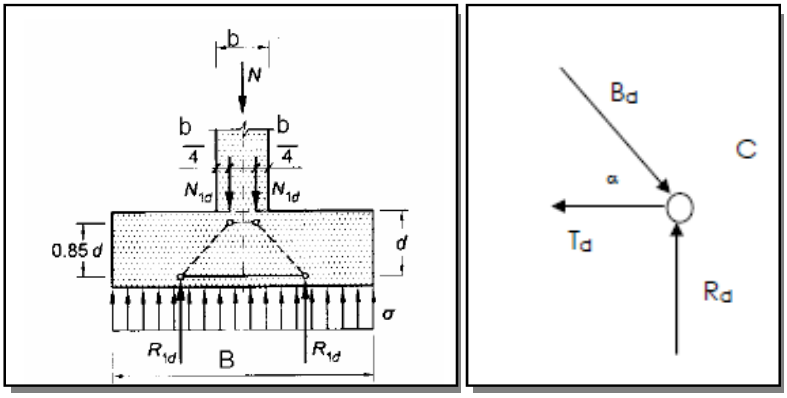
Fattore di sicurezza:

FSport= qlim/qappl.=402/25 = 16,08

9.8 Verifica strutturale

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche considerando le azioni più gravose condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 5 che si riporta qui di seguito:

Per il calcolo delle armature si fa riferimento al procedimento previsto per le *mensole tozze*, dimensionando l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio. Il meccanismo resistente è costituito da bielle compresse di cls e tiranti orizzontali posti alla base del plinto:



$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1}\alpha = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{B-b}{0.85d}$$

Azione		N KN	M KNm	V KN	γ -	N KN
Gpalo	peso del palo	-0.40	0.00	1.00	1.30	-0.52
Gplinto	peso del plinto	--28	0.00	1.00	1.30	-36.4
TOTALE					**Statica**	**-36.92**

Definito il valore della forza T_d, l'armatura necessaria è calcolata attraverso la formula:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

Tsd = 36.92/8 • (0.75/(0.85•1)) = 4.07 KN

Il plinto sarà armato con 4 Φ12 in direzione x e 5 Φ12 in direzione y.

Trd = 391.30 N/mmq • 1017 mmq = 397 KN

10 CONCLUSIONI

In virtù di tutto quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla sezione dei vari elementi strutturali;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- ai carichi agenti (permanenti, variabili, e sismici);
- alle verifiche geotecniche;

si conclude che la struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le azioni sismiche.